

Martti Mäkelä

Betoniementtirakenteisen hallin

jäykistyksen suunnittelu

Opinnäytetyö

Kevät 2010

Tekniikan yksikkö, Seinäjoki

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikan suuntautumisvaihtoehto



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

OPINNÄYTETYÖN TIIVISTELMÄ

Koulutusyksikkö: Tekniikan yksikkö, Seinäjoki
Koulutusohjelma: Rakennustekniikka
Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Martti Mäkelä

Työn nimi: Betonielementtirakenteisen hallin jäykistyksen suunnittelu

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2010

Sivumäärä: 52

Liitteiden lukumäärä:

Jäykistäminen on tärkeä osa rakennuksen toimivuuden kannalta, mutta usein se jää liian vähälle huomiolle. Jäykistyksille on monia eri tapoja. Rakennukselle valitaan jäykistystapa, joka on kokonaisvaltaisesti edullisin riippuen rakennuskohteen koosta ja käytettävistä materiaaleista.

Jäykistäminen lasketaan eurokoodin mukaan, vaikkakin vanhaa kansallista suunnittelunormia käytetään vielä rinnan suunnittelussa. Vanhan kansallisen normin on tarkoitus poistua käytöstä vuoden 2011 aikana.

Opinnäytetyön toimeksiantajana toimi Insinööritoimisto Rintala Oy, jonka toimialueita ovat rakennus- ja rakennesuunnittelu sekä lujuuslaskelmat. Insinööritoimistolla on usein erilaisia halleja suunniteltavana, joten aiheella on tilausta. Työssä on pyrittä selittämään laskelmat lyhyesti, mutta kuitenkin selvästi.

Työn alkupuolella on yleistä teoriaa liittyen jäykistykseen, kuormien laskemiseen ja kuormitusyhdistelyihin ja lopuksi lasketaan hallin jäykistys, kun jäykistämistavaksi on valittu mastopilarijäykistys.

Asiasanat: jäykistäminen, eurokoodi, suunnittelu

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: School of Technology

Degree programme: Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Martti Mäkelä

Title of the thesis: Designing a bracing for precast concrete construction

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2010

Number of pages: 52

Number of appendices:

Bracing is an essential part of a building's functionality, but it often gets too little attention. There are various ways for bracing. A way for bracing is selected which overall the cheapest, depending on the size of the building and the material used.

Bracing is calculated according to the Eurocode although the old, national code is still being used along it. The national code will be replaced completely by Eurocode during 2011.

The idea for this project came from a company named Insinööritoimisto Rintala Oy whose line of business are construction and structural design as well as strength calculations. The company has had many projects similar to this one so there is a need for this thesis. In the thesis, calculations have been explained briefly though clearly.

At the beginning of the thesis there is general information about bracing, load calculations, combinations of design situations, and finally the calculation of a factory shed. In this project, the strengthening pieces are columns.

Keywords: bracing, Eurocode, design

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

SISÄLLYS

KÄYTETYT TERMIT JA LYHENTEET

KUVIO- JA TAULUKKOLUETTELO

1 JOHDANTO.....	12
2 RUGON JÄYKISTYS	13
2.1 Jäykistykselle asettuja perusvaatimuksia.....	13
2.2 Jäykistystavat.....	14
2.2.1 Mastojäykistys.....	14
2.2.2 Kehäjäykistys	15
2.2.3 Levyjäykistys.....	16
2.2.4 Ristikkojäykistys.....	16
2.2.5 Yhdistelmäjäykistys.....	17
3 EUROKOODIN RAJATILAMITOITUKSEN PERIAATTEET	18
3.1 Mitoitustilanteet	18
3.2 Murtorajatilat	19
3.3 Käyttörajatilat	20
4 KUORMITUKSET	21
4.1 Eurokoodi-standardit kuormille.....	21
4.2 Pystysuuntaiset kuormat	22
4.2.1 Oma paino	22
4.2.2 Lumikuormat	22
4.2.3 Pystysuuntaiset hyötykuormat	23
4.3 Vaakasuuntaiset kuormat.....	24
4.3.1 Tuulikuorma	24
4.3.2 Vaakasuuntaiset hyötykuormat	26

4.3.3 Maanpaine	27
4.3.4 Lisävaakavoimat	27
4.3.5 Toisen kertaluvun vaakakuormat	27
5 KUORMITUSYHDISTELYT	29
6 LASKENTA	32
6.1 Hallin esittely	32
6.2 Hallin pystysuuntaiset kuormat.....	32
6.3 Hallin vaakasuuntaiset kuormat	33
6.4 Rakennuksen kokonaispaino	35
6.5 Halliin vaikuttavat vaakakuormat.....	37
6.6 Hallin jäykistävät pilarit.....	38
6.7 Pilarin kestävyys laskenta.....	42
7 YHTEENVETO.....	50
LÄHTEET.....	51

KÄYTETYT TERMIT JA LYHENTEET

KT Kuormitustapaus, termiä käytetään laskettaessa eri kuormitusyhdistelyitä

Latinalaiset isot ja pienet kirjaimet

A Pinta-ala

A Termi rajahoikkuuden määrittämiseen

A_c betonin poikkileikkausala

A_d Onnettomuuskuorma

a_n etäisyys kiertokeskiöstä jäykistysosan n keskiöön

A_{ref} tuulikuorman vaikutusala

A_s raudoituksen poikkileikkausala

$A_{s,tot}$ raudoituksen poikkileikkausala valitulla teräsmäärällä

b rakennuksen leveys

B Termi rajahoikkuuden määrittämiseen

C Termi rajahoikkuuden määrittämiseen

C_0	kerroin, joka riippuu 1. kertaluvun mukaisesta momentin jakautumasta
C_d	asianmukaisen käyttökelpoisuuskriteerin mukainen rajoittava mitoitusarvo
C_e	tuulensuojaisuuskerroin
C_f	voimakerroin
C_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo
$C_{min,b}$	tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
$C_{min,dur}$	ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
C_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
$C_s C_d$	rakennekerroin
C_t	lämpökerroin
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d_s / d'	päätangon keskiöetäisyys tangon pinnasta
e	vaakakuorman resultantin etäisyys kiertokeskiöön SC
$e_{0,min,z}$	Vähimmäisepäkeskisyys
E_{cd}	betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
E_d	käyttökelpoisuuskriteereissä määriteltujen kuormien vaikutusten mitoitusarvo, joka määräytyy asianomaisen yhdistelmän perusteella
EI	nimellisjäykkyys

e_i	mittaerätarkkuuksista johtuva epäkeskisyys
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
F_d	halliin vaikuttava laskentavaakakuorma
F_k	halliin vaikuttava ominaisvaakakuorma
F_w	kokonaistuulivoima [kN]
$F_w(z)$	kokonaistuulivoiman jakautuma korkeussuunnassa [kN/m]
$F_{V,Ed}$	jäykistettyihin ja jäykistäviin sauvoihin vaikuttava pystysuuntainen kokonaiskuorma
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$G_{k,j}$	pysyvän kuorman j ominaisarvo
h	korkeus
H_{dt} ja H_{dl}	lisävaakavoiman laskenta-arvot lyhyemmässä ja pitemmässä suunnassa
H_g	pysyvästä kuormasta laskettu lisävaakavoima
H_n	seinän n reaktio
H_q	muuttuvasta kuormasta laskettu lisävaakavoima
i	jäyhyyssäde
I_c	jäykistävien sauvojen momentti
I_n	pilarin jäyhyysmomentti tarkastelusuunnassa
k_1	sauvan pään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo
K_c	halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin

K_{Fi}	kuormakerroin
k_M	momentin suurennoskerroin
L	momenttijäykistyksen yläpuolinen rakennuksen kokonaiskorkeus
l	rakennuksen pituus
l_0	nurjahduspituus
$M_{ala,z}$, $M_{ala,y}$	momentti pilarin alapäässä akselin suunnassa y tai z
$M_{oEd,z}$	1.kertaluvun mitoitusmomentti
$M_{ylä,z}$, $M_{ylä,y}$	momentti pilarin yläpäässä akselin suunnassa y tai z
n	suhteellinen normaalivoima
n_1	betoniteräksien lukumäärä
N_B	nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma
N_d	ko. lisävaakavoiman aiheuttama pystykuorman laskenta-arvo
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
n_s	kerrosten lukumäärä
P	esijännitysvoima
p_d	kuorman mitoitusarvo
$Q_{k,1}$	määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo
$Q_{k,i}$	muun samanaikaisen muuttuvan kuorman i ominaisarvo
$q_p(h)/ q_p(z)$	maaston pinnan mukaan modifioitu nopeuspaine

s_k maassa olevan lumikuorman ominaisarvo

Kreikkalaiset isot ja pienet kirjaimet

β kerroin, joka riippuu 1. ja 2. kertaluvun momenttien jakautumasta

γ_D nopeuspaineen suurennuskerroin

γ_P esijännitysvoiman osavarmuuskerroin

λ hoikkuusluku

λ_{lim} minimihoikkuuden arvo

μ suhteellinen momentti

μ_i lumen muotokerroin

ν suhteellinen normaalivoima

Φ_1 betoniteräksen halkaisija

ψ_0 muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

ψ_1 muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin

ψ_2 muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

ω mekaaninen raudoitussuhde

KUVIO- JA TAULUKKOLUETTELO

KUVIO 1. Mahdollinen yhdistelmäjäykistys. (Tuominen 2008, 19.).....	17
KUVIO 2. Suomessa maassa olevan lumikuorman ominaisarvo s_k . (Kansallinen liite eurokoodiin SFS-EN 1991-1-3 2004, 3.)	23
KUVIO 3. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo riippuen maastoluokasta. (RIL 201-1-2008 2008, 132.).....	26
KUVIO 4. Jäykistävät pilarit tasossa.	40
KUVIO 5. Laskentamalli. (Nykyri 2008, 2.).....	43
KUVIO 6. Pilarin poikkileikkaus. (Nykyri 2008, 3.).....	44
KUVIO 7. Käyrästä mekaanisen raudoitussuhteen valintaan. (Nykyri 2008, 18.) .	48
TAULUKKO 1. Maastoluokkien kuvaukset. (RIL 201-1-2008 2008, 127.).....	25
TAULUKKO 2. Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ [kN/m ²] eri maastoluokissa. (RIL -201-1-2008, 133.)	34
TAULUKKO 3. Voimakerron c_f huomioiden rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkeuden vaikutus. (RIL 201-1-2008, 137.)	35
TAULUKKO 4. Rakennuksen vaakakuormat [kN] lyhyemmälle ja pitemmälle sivulle. Varmuuskertoimet huomioitu vasta F_D :n laskussa.	38

1 JOHDANTO

Työn tarkoituksena on laskea yksinkertaisen hallirakennuksen jäykistys. Tässä tapauksessa käytetään ns. mastopilaria jäykistystapana. Tämäntapaiset hallit ovat yleisiä suunnittelukohteita, joten tarvetta jäykistyksen laskemiseen on usein. Jäykistys lasketaan eurokoodia käyttäen.

Työn teettäjänä toimi Insinööritoimisto Rintala Oy, jonka toimialueita ovat pääraekennesuunnittelu, elementtisuunnittelu sekä ontelo- ja kuorilaattojen punossuunnittelu.

Jäykistystä otetaan varsin vähän huomioon verrattuna muihin lujuustarkasteluihin. Sen vuoksi on tarpeellista kertoa, kuinka kuormat ja kuormitusyhdistelmät laskeaan, jolloin voidaan saada selville tarvittavan jäykistyksen määrä.

2 RUNGON JÄYKISTYS

2.1 Jäykistykselle asettuja perusvaatimuksia

Rakennuksen rungon jäykistysjärjestelmän perusvaatimuksia ovat seuraavat:

- Järjestelmän täytyy jäykistää runko.
- Järjestelmän on rajoitettava koko rakennuksen ja sen osien taipumia ja heilahtelua.
- Järjestelmä kantaa sille tulevat kuormat.
- Järjestelmällä on oltava riittävä jäykistysvaikutus myös onnettomuustilanteessa ja asennusvaiheessa.
- Järjestelmä siirtää kuormat luotettavasti perustuksille ja perustusten kautta maaperällä.

(RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 5.)

Rakennuksen riittävä jäykkyys on turvattava asennuksen alusta alkaen valmiin rakennuksen käyttöön asti ja myös rajatuissa onnettomuustapauksissa.. Nämä eri vaiheet on tarkasteltava erikseen, koska rakenteiden kuormat ja sallitut siirtymät vaihtelevat. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 5–6.)

Valittaessa rakennukseen soveltuvaa jäykistystapaa otetaan huomioon jäykistysratkaisun soveltuvuus rakennuksen runkoon, rakennuksen käyttötarkoituksen ja muunneltavuuden asettamat vaatimukset sekä valittavan jäykistyksen kustannukset. Betonielementtivalmisteiset rakennukset kuten toimisto-, halli- ja monikerrok-siset asuintalot rakennetaan Suomessa pääasiassa käyttäen jäykistysmenetelmänä mastopilari- ja mastoseinäjäykistystä sekä näiden yhdistelmiä. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 6.)

2.2 Jäykistystavat

Jäykistystapa tulisi määrittää asennus-, käyttö- ja onnettomuustilanteelle. Jäykistysjärjestelmäksi voidaan valita seuraavia tapoja:

- mastopilarijäykistys
- mastoseinäjäykistys
- kehäjäykistys
- ristikkojäykistys
- levyjäykistys
- yhdistelmäjäykistys.

(RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 6.)

2.2.1 Mastojäykistys

Mastojäykistyksessä pystyrakenteet toimivat rakennuksessa ulokepalkin tavoin. Rakennuksen rungon muut osat voidaan tehdä nivelellisinä, jolloin se on elementtiteknisesti edullista. Välipohjat toimivat tasossaan jäykkinä levyinä ja siirtävät vaakakuorman pystyrakenteille. Pystyrakenteille siirtyy välipohjatasoilta kuormaa jäykkyyksiensä suhteessa. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 19.)

Mastojäykistyksestä voidaan eritellä kolme perustyyppiä: mastopilari, mastoseinä ja erilaiset seinistä koostuvat mastokotelot esimerkiksi hissikuilut ja tornit. Mastoseinät ovat kokonaisuuksia, jotka muodostuvat yksittäisistä päällekkäisistä seinälevyistä ja jotka liittyvät jäykästi kiinni perustuksiin. Mastoseinäjäykistystä voidaan käyttää matalissa ja eritoten korkeissa rakennuksissa, joissa se on lähes aina ainoa vaihtoehto. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 19.)

Mastopilarijäykistys soveltuu parhaiten korkeintaan 3 kerroksisiin rakennuksiin, jolloin rakennuksen korkuisten pilarien kiinnitys tapahtuu jäykästi perustuksiin muiden liitosten ollessa niveliä. Tällöin ei tarvita muita jäykistäviä rakenteita. Mastopi-

lareilla ei tavallisesti päästä yhtä pieniin pilarin poikkileikkauksiin verrattuna muihin jäykistystapoihin, jolloin pilareilla on vain kuormana normaalivoimat sekä pilareiden nurjahduspituudet ovat pienet. Mastopilarijäykistyksessä ei tarvita asennusai-
kaisia tukia, jolloin rungon asentaminen on helppoa ja nopeaa. (RTT Rakennus-
tuoteteollisuus ry 1995, 20.)

2.2.2 Kehäjäykistys

Runko jäykistetään pilareista ja palkeista tai pilareista ja laatoista muodostuvalla jäykkänurkkaisella kehällä. Kehäjäykistuksen nurkkaliitokset ovat usein paikallava-
lua kalliimpia ja hankalampia, jolloin kannattaa käyttää paikallavalutekniikkaa ke-
häjäykistuksen sijasta. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 20.)

Kehäjäykistys mahdollistaa vapaamman tilan käytön kerroksissa. Elementtien
asennus helpottuu, jos käytetään osittain jäykkiä liitoksia. Tällöin kuitenkin kehän
plastisuus kasvaa nopeasti ja myös siirtymät nousevat useasti yli sallitun. (RTT
Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 20.)

Käytettäessä kerroksen korkuisia pilareita ja jatkuvia moniaukkoisia palkkeja voi-
daan kehäjäykistys betonielementtirungossa toteuttaa helpommin, kun rakennuk-
sen omapaino tulee liitoksia jäykistäväksi voimaksi. Palkit ovat tällöin läpimeneviä
ja ne raudoitetaan tukimomentilleen. Pilarit voidaan tässä tapauksessa liittää palk-
keihin esim. pulteilla momenttijäykästi. Liitososat tulee mitoittaa niin, että ne kestä-
vät pilarin päähän kohdistuvat momentit. Pilarissa vallitseva normaalivoima pie-
nentää pilarin päiden momenttien synnyttävää vetovaikutusta, mikä helpottaa lii-
toksen suunnittelua. Kehän reunapilareille kohdistuu suurimmat momentit, mutta
niitä voidaan pienentää, jos reunapilarit sijoitetaan sisään julkisivuista. Jatkuvat
palkit mahdollistavat myös niiden madaltamisen, koska jatkuvuus vähentää taipu-
mia. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 20.)

2.2.3 Levyjäykistys

Levyjäykistyksessä rungon jäykistys toteutetaan runkorakenteiden muodostaman kehän aukkoihin asennettujen levyjen avulla. Levyjen sijoittelu on varsin vapaata eri kerroksissa, mutta levyjä on kuitenkin oltava ainakin kaksi rakennuksen molemmissa suunnissa. Levyjen akseleilla ei saa olla yhteistä leikkauspistettä ja levyillä voi olla myös rajoitetusti aukkoja. Kehärunko voidaan muuten toteuttaa nivellisenä. Pitkissä kapeissa rakennuksissa levyjäykistys hajauttaminen on edullista. Levyjäykistys rajoittaa kuitenkin arkkitehtonisia tilaratkaisuja, ellei levyjä sijoiteta ulkoseiniksi. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 20.)

2.2.4 Ristikkojäykistys

Ristikkojäykistys on periaatteessa levyjäykistyskaltaisen, paitsi jäykistyslevyt korvataan aukkoon sijoitetuilla veto- ja/tai puristussauvoilla. Jäykisteristikot kuitenkin rajoittavat tilojen käyttöä ja hankaloittavat arkkitehtisuunnittelua, mutta toisaalta antavat enemmän vapautta ikkuna- ja oviaukkojen sijoittamisella. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 21.)

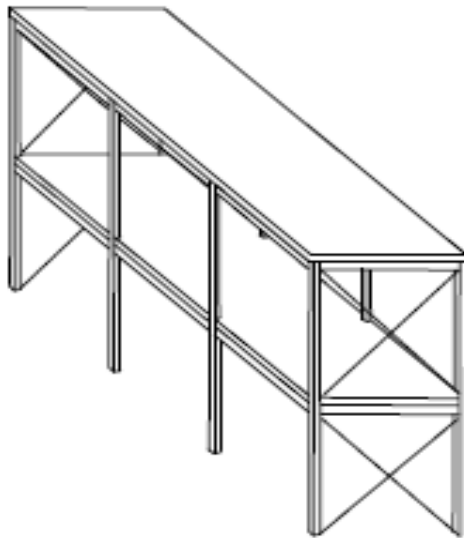
Jäykistysristikot ovat rakenteita, joissa varsinaiset kannatinrakenteet sitoutuvat toisiinsa kolmiulotteisesti stabiiliksi systeemiksi. Jäykisteristikoiden tarkoitus ei ole kantaa pystykuormia, mutta joissakin tapauksissa ne saavat lisärasituksia esim. varsinaisten kannatinrakenteiden taipumista. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 21.)

Elementtirungon jäykistys onnistuu hyvin ristikkojäykistysellä. Ristikkosauvojen ja jäykistettävien rakenteiden välisten liitoksien ei tarvitse olla jäykkiä, jolloin sekä liitoksen suunnittelu että asennus on edullisempaa. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 21.)

2.2.5 Yhdistelmäjäykistys

Rungon jäykistystavaksi valitaan kokonaistaloudellisesti hyvä ratkaisu. Asennus hoidetaan nopeasti ja rakenteet sekä liitokset ovat taloudellisia. Väliaikaisia tukia vältetään, jotta liitokset toimisivat heti asennuksen jälkeen. Jotta nämä tavoitteet saavutettaisiin, voidaan harkita eri jäykistystapojen yhdistelyä. Varsinkin silloin, jos valittu jäykistysjärjestelmä ei anna riittävää jäykkyyttä ja siihen lisätään toisesta jäykistysmenetelmästä. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 22.)

Yhdistetyn jäykistysjärjestelmän jäykkyys on joissakin tapauksissa suurempi kuin erillisten osajärjestelmien summa, joista esimerkkeinä ovat maston ja jäykän kehän yhdistelmä paikallavaletuissa rungoissa kuin myös teräsjäykisteiden käyttäminen yhdessä betonipilareiden ja palkkien kanssa. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 23.)



KUVIO 1. Mahdollinen yhdistelmäjäykistys. (Tuominen 2008, 19.)

3 EUROKOODIN RAJATILAMITOITUKSEN PERIAATTEET

3.1 Mitoitustilanteet

Murtorajatiloja ja käyttörajatiloja käsitellään aina erikseen ja niitä liitetään erilaisiin mitoituslaitteisiin. Ajasta riippuviin ilmiöihin rajatilojen tarkastelu liitetään suunniteltuun käyttöikänsä. (RIL 201-1-2008 2008, 27.)

Rakenteen toimintaolosuhteet otetaan huomioon valittaessa eri mitoituslaitteita. Näitä ovat seuraavat tilanteet:

- yleensä vallitsevat mitoituslaitteet, jotka koskevat normaaleja käyttötilanteita
- tilapäiset mitoituslaitteet kuten tulipalot , räjähdys, törmäys ja paikallinen törmäys
- maanjäristystilanteet tilaajan näin halutessa.

(RIL 201-1-2008 2008, 27.)

Eurokoodin standardeissa EN 1991...EN 1999 mainitaan lisää edellä esitettyihin mitoituslaitteisiin.

Rakennetta suunniteltaessa on tarkistettava merkitykselliset murto- ja käyttörajatilat.

On osoitettava, että:

- murtorajatiloissa tasapainoa heikentävien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin tasapainoa parantavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo, tai

- kuormien vaikutuksen mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin rakenteen kestävyysmitoitussarvo, tai
- käyttörajatiloissa kuormien vaikutusten mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin käyttökelpoisuuskriteerin mukainen rajoittava mitoitusarvo (esim. taipuman raja-arvo).
(RIL 201-1-2008 2008, 27.)

3.2 Murtorajatilat

Murtorajatilaksi voidaan sanoa tilannetta, jossa rakenne menettää tasapainonsa, vaurioituu, murtuu tai rakenne vaurioituu väsymisen aiheuttamana. Murtorajatilat liittyvät ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen ja joissakin tapauksissa myös aineen tai tavaran suojaamiseen. (RIL 201-1-2008 2008, 27.)

Seuraavia tilanteita tarkastellaan niiden tullessa kyseeseen murtorajatilassa:

- a) *jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen minkä tahansa osan staattisen tasapainon menetys (EQU)*

- esim. rakennuksen jäykistysrakenteen kaatumistarkastelu, perustuksen kaatuminen. kun se ei johdu maapohjan murtumisesta
- b) *rakenteen tai rakenneosien sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä (STR)*

- esim. poikkileikkauksen mitoitus (lujuustarkastelu)
- c) *maan pettäminen tai liian suuri siirtymätila, kun maakerroksen tai kallion lujuus on merkittävä kestävyysnäkannalta (geotekninen kantavuus) (GEO)*
- d) *rakenteen tai rakenneosien väsymismurtuminen (FAT).
(RIL 201-1-2008 2008, 35.)*

3.3 Käyttörajatilat

Käyttörajatilat ovat rajatiloja, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön. Standardeissa EN 1992...EN 1999 ja niiden kansallisissa liitteissä esitetään käyttörajan minimivaatimuksia. (RIL 201-1-2008 2008, 27.)

Huomioon otettavia käyttörajatiloja voivat olla:

- *siirtymät, jotka vaikuttavat ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen tai rakenteen toimivuuteen (mukaan lukien koneiden tai kone-tekniikan toimivuus) tai jotka aiheuttavat vaurioita pinnoitteille tai ei-kantaville osille*
- *värähtelyt, jotka saavat ihmiset tuntemaan olonsa epämukavaksi tai jotka rajoittavat rakenteen kelpoisuutta käyttötarkoitukseensa*
- *vauriot, jotka todennäköisesti vaikuttavat kielteisesti ulkonäköön, säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen.*
(RIL 201-1-2008 2008, 40.)

Lisäksi käyttörajatilat erotetaan toisistaan palautuvaksi ja palautumattomaksi käyttörajatilaksi. (RIL 201-1-2008 2008, 40.)

4 KUORMITUKSET

4.1 Eurokoodi-standardit kuormille

Eurokoodissa käytetään kuormien määrittelyyn seuraavia standardeja:

- SFS-EN 1991-1-1: Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat
 - SFS-EN 1991-1-2: Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset
 - SFS-EN 1991-1-3: Lumikuormat
 - SFS-EN 1991-1-4: Tuulikuormat
 - SFS-EN 1991-1-5: Lämpötilakuormat
 - SFS-EN 1991-1-6: Toteuttamisen aikaiset kuormat
 - SFS-EN 1991-2: Traffic loads on bridges
 - SFS-EN 1991-3: Nostureiden ja muiden koneiden aiheuttamat kuormat
 - SFS-EN 1991-4: Siilojen ja säiliöiden kuormat
- (Rikala 2009, 20–21.)

Lisäksi maanpainetta mitoitettaessa käytössä on eurokoodi SFS-EN 1997 ja maanjärjestysmitoituksessa käytetään eurokoodia SFS-EN 1998. Eurokoodia "SFS-EN 1990 Rakenteiden suunnitteluperusteet" käytetään yhdessä kaikkien eurokoodien kanssa. Eurokoodien lisäksi käytetään kansallisia liitteitä ja soveltamisasiakirjoja siinä määrin, kuin eurokoodi antaa mahdollisuuden. (Rikala 2009, 21.)

Suomessa voidaan käyttää julkaisua RIL 210-1-2008, joka esittää eurokoodit SFS-EN 1990, SFS-EN 1991-1-1, SFS-EN 1991-1-3 ja SFS-EN 1991-1-4 tiivistettynä sekä näihin eurokoodeihin liittyvät kansalliset liitteet. (Rikala 2009, 21.)

4.2 Pystysuuntaiset kuormat

Pystysuuntaisia kuormia ovat oma paino, lumikuormat sekä pystysuuntaisesti vaikuttavat hyötykuormat.

4.2.1 Oma paino

Oma paino on pysyvää ja kiinteää kuormaa, joka lasketaan nimellismittojen ja tilavuuspainojen perusteella. Jos omalla painolla on mahdollisuus muuttua ajan mukaan, vaihtelu huomioidaan käyttämällä omalle painolle standardin EN 1990 mukaisesti ylä- ja alarajaa. Oma paino voi joissakin tapauksissa olla myös liikkuvaa kuormaa, kuten siirrettäviä väliseiniä. Tällöin se käsitellään lisähyötykuormana. Täyteaistista aiheutuvat kuormat ovat pysyviä kuormia, joissa täytteen mahdollisuus siirtyä huomioidaan tarvittaessa. Maakuormat vesikatoilla ja terasseilla ovat myös pysyviä kuormia. (SFS-EN 1991-1-3 2003, 18–24.)

4.2.2 Lumikuormat

Lumikuorma on muuttuva kiinteä kuorma, jonka määrittely tapahtuu standardin SFS-EN 1991-1-3 mukaan. Katolle tuleva lumikuorma s lasketaan seuraavasti:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1)$$

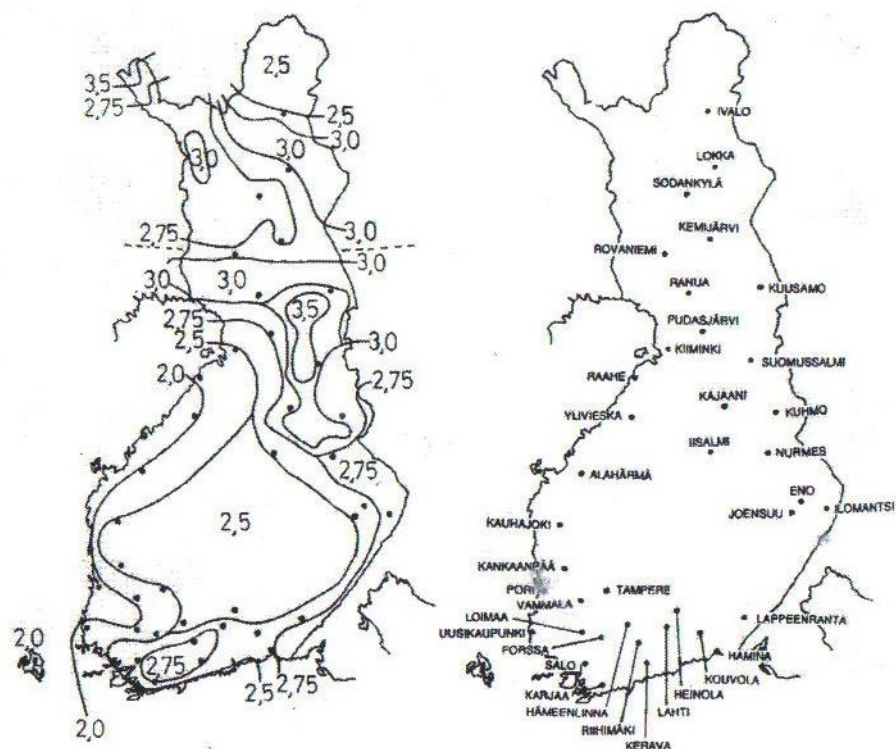
jossa μ_i = lumen muotokerroin

C_e = tuulensuojaisuuskerroin (1,0 tai 0,8)

C_t = lämpökerroin (tavallisesti arvo on 1,0)

s_k = maassa olevan lumikuorman ominaisarvo [kN/m²]

Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo s_k määritellään kuvasta (KUVIO 2) tai vaihtoehtoisesti mm. julkaisusta RIL 205-1-2007, jossa ominaisarvo s_k on paikkakuntakohtainen. (RIL 205-1-2007 2008, 243–245.)



KUVIO 2. Suomessa maassa olevan lumikuorman ominaisarvo s_k . (Kansallinen liite eurokoodiin SFS-EN 1991-1-3 2004, 3.)

Lumikuorman oletetaan vaikuttavan pystysuoraan kattopinnan vaakaprojektiota kohti. Lumikuorman kinostumisen ja kattotyypin vaikutuksen lumikuorman määrään esitetään standardissa SFS-EN 1991-1-3 2004, 26–30.

4.2.3 Pystysuuntaiset hyötykuormat

Hyötykuormat luokitellaan muuttuviksi liikkuviksi kuormiksi, ellei toisin mainita. Hyötykuormia aiheuttavat henkilökäyttö, varastoituva tavara, ajoneuvot, kuten trukit ja autot sekä erilaiset harvinaisemmat tapahtumat, kuten suuri henkilömäärä

kokoontuneena yhteen paikkaan tai tavaroiden kasaantuminen. (SFS-EN 1991-1-1 2003, 18–24.)

Hyötykuorma huomioidaan paikassa, jossa se on epäedullisin. Kuormia on mahdollista pienentää, jos rakenteisiin vaikuttaa useasta kerroksesta tulevia hyötykuormia. Pienennyskertoimilla oletetaan, ettei päällekkäisissä kerroksissa vaikuta täysi mitoituskuorma. (SFS-EN 1991-1-1 2003, 18-24; RIL 201-1-2008 2008, 65–66.)

4.3 Vaakasuuntaiset kuormat

Vaakasuuntaisia kuormia ovat tuulikuorma, hyötykuormat, maanpaine ja lisävaakavoimat. Lisäksi kuormina saattaa esiintyä toisen kertaluvun vaikutuksista johtuvia vaakakuormia.

4.3.1 Tuulikuorma

Tuulikuormat ovat ajan mukana vaihtelevia kuormia. Ne aiheuttavat painetta rakenteiden ulkopintoihin sekä myös välillisesti sisäpintoihin. Paineet vaikuttavat kohtisuorasti pinnan alueisiin tai yksittäisten verhousosien pintaa vastaan. Myös kitkavoimat voivat olla merkittäviä tuulen kohdatessa isoja rakenteen pintoja. (SFS-EN 1991-1-4 , 28.)

Tuulikuorman laskemiseen löytyy julkaisusta RIL 201-1-2008 useita eri vaihtoehtoja riippuen tietyistä ehdoista.

Matalat rakennukset voidaan laskea voimakertoimen avulla. Tässä matalalla rakennuksella tarkoitetaan sitä, että korkeus on pienempi kuin rakennuksen leveys. Tässä tapauksessa rakennukselle oletetaan vaikuttavan rakennuksen harjalla val-

litseva arvo. (RIL 201-1-2008 2008, 136.)

Tämä kokonaisvoima [kN] lasketaan kaavasta

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref} \quad (2)$$

jossa F_w = kokonaistuulivoima [kN]

$c_s c_d$ = rakennekerroin

c_f = voimakerroin

$q_p(h)$ = maaston pinnan mukaan modifioitu nopeuspaine, joka vaikuttaa rakennuksen harjan korkeudella

A_{ref} = tuulikuorman vaikutusala $b \cdot h$, missä b on rakennuksen leveys tuulen suunnalta katsottuna

TAULUKKO 1. Maastoluokkien kuvaukset. (RIL 201-1-2008 2008, 127.)

Maastoluokka	Maastoluokan kuvaus
0	Meri, avoimen meren äärellä oleva rannikkoalue.
I	Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä.
II	Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta, kuten heinää tai ruohoa ja erillisiä esteitä (puita, rakennuksia), jotka ovat vähintään esteen 20-kertaisen korkeuden etäisyydellä toisistaan.
III	Alue, jolla on säännöllinen kasvipeite tai rakennuksia tai erillisiä esteitä, jotka ovat esteen 20-kertaista korkeutta lähempänä toisiaan (kuten kylät, esikaupunkialueet, pysyvä metsä).
IV	Alue, jolla vähintään 15 % alasta on rakennusten peitossa ja joiden keskimääräinen korkeus ylittää 15 m.

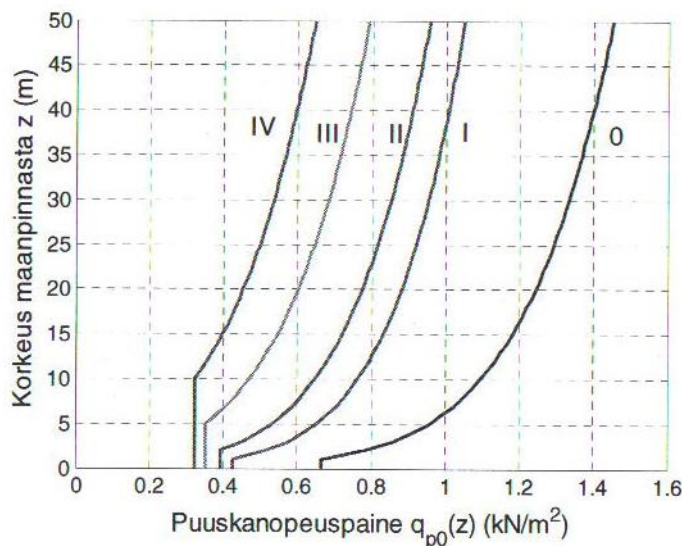
Korkeille rakennuksille tuulikuorma voidaan laskea niin, että tuulen nopeuspaineen oletetaan vaihtelevan korkeusaseman mukaan. Tämä lasketaan kaavasta

$$F_w(z) = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) b \quad (3)$$

jossa $F_w(z)$ = kokonaistuulivoiman jakautuma korkeussuunnassa [kN/m]

$q_p(z)$ = maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine

b = rakennuksen leveys



KUVIO 3. Puuskanopeuspaineen ominaisarvo riippuen maastoluokasta. (RIL 201-1-2008 2008, 132.)

Lisäksi tuulikuorman voi laskea pintapaineiden avulla. Tästä löytyy lisätietoa julkaisusta RIL 201-1-2008. (RIL 201-1-2008 2008, 142–166.)

4.3.2 Vaakasuuntaiset hyötykuormat

Kokonaisvakavuutta ajatellen rakennukselle huomioitavia vaakasuuntaisia hyötykuormia ovat esim. paikoitus- ja pihatason ajoneuvojen jarrukuormat sekä työkoineilta tai nostureilta välittyvät kuormat. Standardissa SFS-EN 1991-3 kerrotaan

miten nostureista ja muista työkoneista aiheutuvat pysty- ja vaakakuormat huomioidaan. Paikoitus- ja pihakansien vaakakuormien laskenta esitetään standardeissa SFS-EN 1991-1-1 ja SFS-EN 1991-2. (Rikala 2009, 24–25.)

4.3.3 Maanpaine

Jos maantäyttö on toispuoleinen, se aiheuttaa silloin rakenteisiin vaakavoimia. Maanpainetta mitoitettaessa huomioon otettavia asioita ovat mm. maan laatu, rakenteiden muoto ja jäykkyys, pohjaveden taso ja sen virtaustila. Myös maan pinnalla vaikuttavat voimat huomioidaan. Kokonaisjäykkyyteen maanpaineiden stabiloivaa vaikutusta ei huomioida. (SFS-EN 1997-1 2004, 88.)

4.3.4 Lisävaakavoimat

Lisävaakavoimat johtuvat rakenteiden vinoudesta, sijaintivirheistä ja kuormien epäedullisista vaikutussuunnista. Tällöin rakennusrunkoon syntyy vaakavoimia, jotka huomioidaan vakavuuslaskelmissa. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 14.)

Lisävaakavoimat voidaan laskea kirjan RIL 201-1-2008 tai vaihtoehtoisesti julkaisun SFS-EN 1992-1-1 mukaan, joka antaa tarkempia arvoja kuin ensimmäisenä mainittu kirja. RIL 201-1-2008 ohjeen mukaisia lisävaakavoimien laskelmia myöhemmin tässä työssä.

4.3.5 Toisen kertaluvun vaakakuormat

Mastorakenteiden hoikkuudella on merkitystä kokonaisvakavuuteen eritoten korkeissa rakennuksissa. Hoikat mastot aiheuttavat taipumisellaan kaikkiin pystykuormiin epäkeskisyyttä ja näin myös lisävaakakuormia mastorakenteelle. Hoikki-

en mastorakenteiden taipumasta aiheutuvat siirtymät ja niistä syntyvät lisävaakavoimat selvitetään ja huomioidaan rakenteiden mitoituksessa. (RTT Rakennustuoteteollisuus ry 1995, 14.)

Toisen kertaluvun vaakakuormista kerrotaan enemmän, kun lasketaan esimerkkihalla.

5 KUORMITUSYHDISTELYT

Murtorajatilan kuormitusyhdistelmät ovat:

a) Rakennuksen tai rakenteen (jäykkä kappale) staattinen tasapaino (EQU/ Sarja A):

$$\left. \begin{matrix} 1,1K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

b) Rakenteen tai rakenneosien kestävyys/geotekninen kantavuus (STR/ Sarja B):

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

Kuormien tukee kuitenkin olla vähintään

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (6)$$

c) Geotekninen kantavuus (GEO/ Sarja C):

$$\left. \begin{matrix} 1,1K_{FI} \\ 1,0 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,3K_{FI} Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

d) Onnettomuustilanne:

Kun pääasiallinen kuorma (Q_{k1}) on lumi, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

Kun pääasiallinen kuorma (Q_{k1}) on muu kuin lumi, jää- tai tuulikuorma.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (9)$$

kaavoissa (4)...(8)

A_d = onnettomuuskuorma

K_{Fi} = kuormakerroin

$G_{k,j}$ = pysyvän kuorman j ominaisarvo

γ_P = esijännitysvoiman osavarmuuskerroin

P = esijännitysvoima

$Q_{k,1}$ = määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo

$Q_{k,i}$ = muun samanaikaisen muuttuvan kuorman i ominaisarvo

ψ_0 = muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

ψ_1 = muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin

ψ_2 = muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

Käyttörajatilassa tulee osoittaa, että

$$E_d \leq C_d \quad (10)$$

jossa E_d = käyttökelpoisuuskriteereissä määriteltujen kuormien vaikutusten mitoitusarvo, joka määräytyy asianomaisen yhdistelmän perusteella

C_d = asianmukaisen käyttökelpoisuuskriteerin mukainen rajoitettava mitoitusarvo

Käyttörajan kuormitusyhdistelmät ovat:

a) Ominaisyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (11)$$

Käytetään palautumattomille rajatiloille eli käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävät kuormat eivät palaudu kuormien poiston jälkeen esim. halkeillut muurattu seinä.

b) Tavallinen yhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (12)$$

Käytetään palautuville rajatiloille, jolloin käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan.

c) Pitkäaikaisyhdistelmä:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (13)$$

Käytetään pitkäaikaisvaikutuksille sekä rakenteen ulkonäön kannalta.

6 LASKENTA

6.1 Hallin esittely

Esimerkissä on laskettu yksikerroksisen teollisuushallin yhden pilarin jäykistys, kun kyseessä on rakennuksen käytön aikainen vakavuustarkastelu. Laskelmissa on käytetty eurokoodin mukaista laskentatapaa.

Hallissa on korjaamo ja myymälä sekä henkilökunnan sosiaalitylöitä. Rakennuksen korkeus on anturan yläpinnasta harjalle 6,9 m, hallin leveys on 24 m ja pituus 54 m. Rakennuksen yläpohja on HTT-laatoista. Rakennus koostuu kokonaisuudessaan elementeistä. Hallin jäykistystavaksi on valittu mastopilarijäykistys. Hallin oma paino koostuu harjapalkeista sekä niiden päälle tulevista kattorakenteista. Halli sijaitsee Viitasaarella.

6.2 Hallin pystysuuntaiset kuormat

Rakennuksen pilareihin kohdistuu yläpohjasta tulevat pystysuuntaiset kuormat. Näitä kuormia ovat tässä tapauksessa lumikuorma, harjapalkkien oma paino sekä kattorakenteiden oma paino.

Lumikuorma s lasketaan kaavasta

$$s = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,0 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

jossa $\mu_1 = 0,8$ (katon kaltevuus $< 30^\circ$)

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$s_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (maassa olevan lumikuorman ominaisarvo Viitasaarella)

HTT-laatan omapaino on $g_{k1} = 3,25 \text{ kN/m}^2$ ja vesikattorakenteiden omapaino on $g_{k2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

6.3 Hallin vaakasuuntaiset kuormat

Rakennukseen kohdistuvat vaakasuuntaiset kuormat koostuvat tuulikuormasta sekä myöhemmin laskettavista lisävaakavoimista, jotka riippuvat rakennuksen kokonaispainosta.

Lasketaan kokonaistuulivoiman arvo voimakertoimen c_f avulla. Voidaan käyttää matalille rakennuksille soveltuvaa laskukaavaa, koska rakennuksen korkeus on pienempi kuin sen leveys ($h < b$).

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref} \quad (15)$$

Maaston pinnan muodon mukaan modifioitu nopeuspaine $q_p(z)$ on

$$q_p(z) = \gamma_D \cdot q_{p0}(z) \quad (16)$$

jossa γ_D = nopeuspaineen suurennuskerroin

Koska maaston kaltevuus on pieni ($\Phi < 0,05$), γ_D saa arvon 1,0. Tällöin kaava saa muodon $q_p(z) = q_{p0}(z)$. (17)

TAULUKKO 2. Nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ [kN/m²] eri maastoluokissa. (RIL -201-1-2008 2008, 133.)

z (m)	Maastoluokka				
	0	I	II	III	IV
0	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
1	0,66	0,42	0,39	0,35	0,32
2	0,78	0,52	0,39	0,35	0,32
5	0,96	0,65	0,53	0,35	0,32
8	1,05	0,73	0,61	0,43	0,32
10	1,09	0,76	0,65	0,47	0,32
15	1,18	0,83	0,72	0,55	0,40
20	1,24	0,88	0,77	0,60	0,45
25	1,29	0,92	0,82	0,65	0,50
30	1,33	0,95	0,85	0,68	0,54
35	1,37	0,98	0,88	0,72	0,57
40	1,40	1,01	0,91	0,74	0,60

Rakennus kuuluu maastoluokkaan II, jolloin nopeuspaineen ominaisarvo $q_{p0}(z)$ saadaan selville (KUVIO 3 tai TAULUKKO 2). Määritetään $q_{p0}(z)$ lineaarisesti interpoloimalla (TAULUKKO 2). Saadaan $q_{p0}(z) = 0,581 \text{ kN/m}^2$.

Hallin korkeus on 6,9 m, joten tehollinen hoikkuus λ lasketaan kaavasta

$$\lambda = 2 \frac{h}{b} = 2 \cdot \frac{6,9 \text{ m}}{24 \text{ m}} = 0,575 \quad (18)$$

Rakennekertoimelle $c_s c_d$ käytetään arvoa 1,0.

Tuulikuorman vaikutusala A_{ref} rakennuksen pitkälle sivulle on

$$A_{ref} = b \cdot h = 54 \text{ m} \cdot 6,9 \text{ m} = 372,6 \text{ m}^2 \quad (19)$$

Voimakertoimeksi c_f saadaan (TAULUKKO 3) lineaarisesti interpoloimalla 1,336.

TAULUKKO 3. Voimakerroin c_f huomioiden rakennuksen mittasuhteiden ja hoikkuuden vaikutus. (RIL 201-1-2008 2008, 137.)

λ	Sivusuhte d/b								
	0,1	0,2	0,5	0,7	1	2	5	10	50
≤ 1	1,2	1,2	1,37	1,44	1,28	0,99	0,60	0,54	0,54
3	1,29	1,29	1,48	1,55	1,38	1,07	0,65	0,58	0,58
10	1,40	1,40	1,60	1,68	1,49	1,15	0,70	0,63	0,63

Kokonaistuulivoima rakennuksen pitkälle sivulle

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref} = 1,0 \cdot 1,336 \cdot 0,581 \frac{kN}{m^2} \cdot 372,6 m^2 = 289,2 kN$$

Tuulikuorman vaikutusala A_{ref} rakennuksen lyhyelle sivulle on

$$A_{ref} = b \cdot h = 24 m \cdot 6,9 m = 165,6 m^2$$

Voimakertoimeksi c_f saadaan (KUVIO 5) lineaarisesti interpoloimalla 0,9575. Kokonaistuulivoima rakennuksen lyhyelle sivulle

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(h) \cdot A_{ref} = 1,0 \cdot 0,9575 \cdot 0,581 \frac{kN}{m^2} \cdot 165,6 m^2 = 90,2 kN$$

6.4 Rakennuksen kokonaispaino

Rakennuksen kokonaispystykuorma

$$\text{Pysyvistä kuormista } G_k = (g_1 + g_2) \cdot A = \frac{(3,25+0,5)kN}{m^2} \cdot 1296 m^2 = 4860 kN$$

$$\text{Muuttuvista kuormista } Q_k = q_{ks} \cdot A = 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 1296 m^2 = 2592 kN$$

Rakennuksen laskennallinen kokonaispaino saadaan kuormitusyhdistelyistä, joissa pääasiallisena muuttuvana kuormana on joko lumikuorma tai tuulikuorma. Rakennus kuuluu seuraamusluokkaan 2, jolloin kerroin $K_{FI}=1,0$.

Lasketaan määräävä tapaus. Käytetään laskennassa murtorajatilän kuormitusyhdistelmän yleistä muotoa

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_P P + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Arvon tulee kuitenkin olla vähintään

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

Yläpohjaan vaikuttaa pystykuormina ainoastaan palkin ja kattorakenteiden omat painot sekä lumikuorma. Esijännitysvoimaa P ei ole kyseisessä kohteessa, joten kaavassa lumikuorma on ainoa pääasiallinen muuttuva kuorma. Lasketaan kuorman mitoitusarvo p_d .

$$p_d = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{ks}$$

$$p_d = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (4212 + 648)kN + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 2592kN = 9477kN$$

Kuorman tulee olla vähintään

$$p_d = 1,35 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2})$$

$$p_d = 1,35 \cdot 1,0 \cdot (4212 + 648)kN = 6561kN$$

6.5 Halliin vaikuttavat vaakakuormat

Lasketaan halliin vaikuttavaa kokonaisvaakavoimaa. Käytetään samaa yleistä muotoa kuin rakennuksen kokonaispainon laskemisessa. Pääasiallinen muuttuva kuorma voi nyt olla joko tuulikuorma (KT1) tai lumikuorma (KT2). Lasketaan kaksi eri kuormitustapausta.

Tuulikuorma pääasiallinen muuttuva kuorma (KT1)

$$p_d = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{ks} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot Q_{kw}$$

Lumikuorma pääasiallinen muuttuva kuorma (KT2)

$$p_d = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{kw} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot Q_{ks}$$

Lasketaan rakennukseen vaikuttavat lisävaakavoimat julkaisun RIL 201-1-2008 tavalla.

Rakennuksen lyhyelle sivulle
$$H_{dt} = \frac{N_d}{150} \quad (20)$$

Rakennuksen pitkälle sivulle
$$H_{dl} = \frac{b}{l} \cdot \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (21)$$

jossa b = rakennuksen leveys

l = rakennuksen pituus

N_d = ko. lisävaakavoiman aiheuttama pystykuorman laskenta-arvo

H_{dt} ja H_{dl} = lisävaakavoiman laskenta-arvot lyhyemmässä ja pitemmässä suunnassa

TAULUKKO 4. Rakennuksen vaakakuormat [kN] lyhyemmälle ja pitemmälle sivulle. Varmuuskertoimet huomioitu vasta F_D :n laskussa.

KT1	H_g	H_q	F_w	F_k	F_d
Pitkä sivu	19,5	10,4	289,2	319,1	467,2
Lyhyt sivu	32,4	17,3	90,2	139,9	190,8
KT2					
Pitkä sivu	19,5	10,4	289,2	319,1	341,7
Lyhyt sivu	32,4	17,3	90,2	139,9	158,0

jossa H_g = pysyvästä kuormasta laskettu lisävaakavoima

H_q = muuttuvasta kuormasta laskettu lisävaakavoima (tässä tapauksessa pelkästään lumikuorman arvo)

F_w = tuulikuorman arvo lyhyemmälle tai pitemmälle sivulle, joka laskettiin kappaleessa 6.3.

F_k = halliin vaikuttava ominaisvaakakuorma

F_d = halliin vaikuttavat laskentakuormat, jossa on huomioitu varmuuskertoimet. Laskettu kahdelle eri kuormitusyhdistelylle, jotka mainittiin kappaleen alkupuolella.

6.6 Hallin jäykistävät pilarit

Kuormien jakamiseksi pilareille on käytetty apuna Matti V. Leskelän julkaisua Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. (Leskelä 2005, 182–185.)

Pilareiden poikkileikkaukseksi on valittu $b \times h = 380 \text{ mm} \times 380 \text{ mm}$. Kaikilla pilareilla on sama jäyhyysmomentti, joka lasketaan kaavasta

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,38 \text{ m} \cdot (0,38 \text{ m})^3}{12} = 0,00174 \text{ m}^4 \quad (22)$$

jossa I = jäyhyysmomentti

Jäykistäviä pilareita on 20 kpl. Tällöin $\sum I_i = 20 \cdot 0,00174 \text{ m}^4 = 0,0348 \text{ m}^4$.

Koska halli on symmetrinen, kiertokeskiön paikka muodostuu hallin tason keskele, joka on tässä tapauksessa 27 m. Pilarien etäisyydet kiertokeskiöstä ovat

$$a_1 = -26,81 \text{ m} \quad a_6 = 26,81 \text{ m}$$

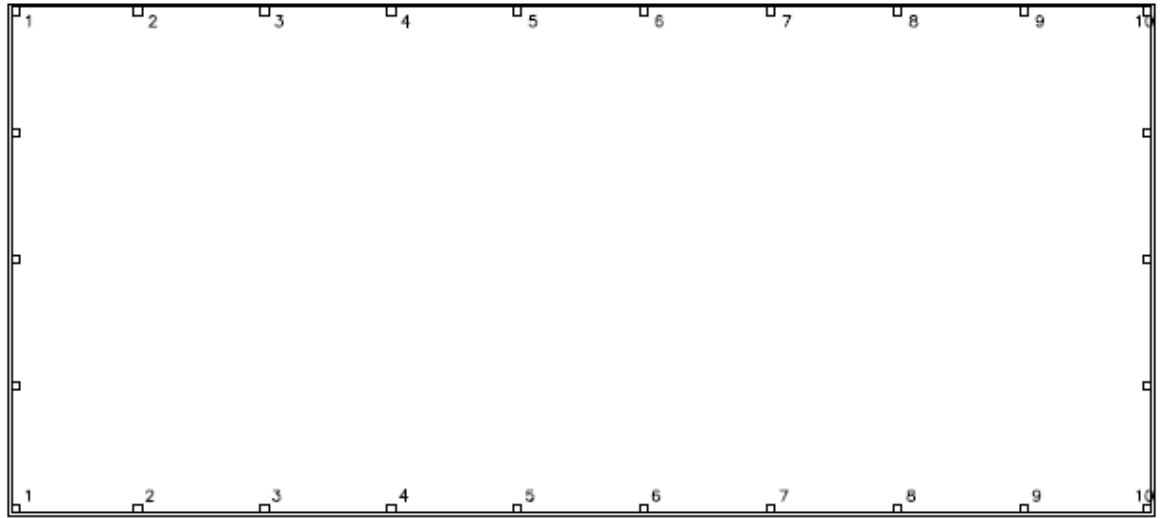
$$a_2 = -21,00 \text{ m} \quad a_7 = 21,00 \text{ m}$$

$$a_3 = -15,00 \text{ m} \quad a_8 = 15,00 \text{ m}$$

$$a_4 = -9,00 \text{ m} \quad a_9 = 9,00 \text{ m}$$

$$a_5 = -3,00 \text{ m} \quad a_{10} = 3,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^2 I_i a_i^2 &= 0,00174 \text{ m}^4 \cdot 2 \cdot ((-26,81 \text{ m})^2 + (-21,00 \text{ m})^2 + (-15,00 \text{ m})^2 \\ &\quad + (-9,00 \text{ m})^2 + (-3,00 \text{ m})^2 + (26,81 \text{ m})^2 + (21,00 \text{ m})^2 \\ &\quad + (15,00 \text{ m})^2 + (9,00 \text{ m})^2 + (3,00 \text{ m})^2) = 10,2644 \text{ m}^6 \end{aligned}$$



KUVIO 4. Jäykistävät pilarit tasossa.

Lasketaan pilarin 3 (näitä pilareita on 2 kpl johtuen hallin symmetrisyydestä, KUVIO 4) kuormaosuus kokonaisvaakakuormasta:

$$H_n = \left(\frac{I_n}{\sum I_i} + \frac{e I_n a_n}{\sum I_i a_i^2} \right) H \quad (23)$$

jossa H_n = seinän n reaktio

I_n = pilarin jäyhyysmomentti tarkastelusuunnassa

e = vaakakuorman resultantin etäisyys kiertoakeskiöön SC

a_n = etäisyys kiertoakeskiöstä jäykistysosan n keskiöön

Koska resultantin H vaikutusviiva sijaitsee samalla akselilla kuin kiertoakeskiö, saa e arvon 0. Pilarin 3 saama kuormaosuus on tällöin

$$H_3 = \frac{I_3}{\sum I_i} = \frac{0,00174 \text{ m}^4}{0,0348 \text{ m}^4} = 0,05 \rightarrow 5 \%$$

Pilarin 3 sekä myös muiden pilarien saama kuormaosuus on 5 % kokonaisvaaka-kuormasta pitemmän sivun suunnassa

$$0,05 \cdot 467,2 \text{ kN} = 23,4 \text{ kN}$$

Toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse tarkastella, jos seuraava ehto toteutuu

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (24)$$

jossa $F_{V,Ed}$ = jäykistettyihin ja jäykistäviin sauvoihin vaikuttava pystysuuntainen kokonaiskuorma

k_1 = sauvan pään kiertymäjoustavuuden suhteellinen arvo

n_s = kerrosten lukumäärä

E_{cd} = betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

I_c = jäykistävien sauvojen momentti

L = momenttijäykistykseen yläpuolinen rakennuksen kokonaiskorkeus

$$F_{V,Ed} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot Q_{ks} = 1,15 \cdot 1,0 \cdot (4212 + 642) \text{ kN} + 1,5 \cdot 1,0 \cdot 2592 \text{ kN} = 9470 \text{ kN} = 9,47 \text{ MN}$$

tai vähintään

$$F_{V,Ed} = 1,35 \cdot 1,0 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) = 1,35 \cdot 1,0 \cdot (4212 + 642) \text{ kN} = 6553 \text{ kN} = 6,553 \text{ MN}$$

$$9,47 \text{ MN} \leq 0,31 \cdot \frac{1}{1+1,6} \cdot \frac{\frac{34000 \text{ MN/m}^2}{1,2} \cdot 0,348 \text{ m}^4}{(6,9 \text{ m})^2} = 24,7 \text{ MN}$$

Koska ehto toteutuu, toisen kertaluvun vaikutukset voi jättää huomioimatta.

6.7 Pilarin kestävyyslaskenta

Lasketaan pilarin alapäähän tulevan momentin arvo. Momentti koostuu lisävaakavoiman arvosta kerrottuna momenttivarrella

Leikkausvoima V_d on tässä tapauksessa suoraan pilarin yläpäähän kohdistuva lisävaakavoiman arvo eli $V_d = 23,4 \text{ kN}$

Normaalivoima on laskettu Puuinfo Oy:n julkaisussa EC5: Sovelluslaskelmat esitellyllä tavalla hallirakennukselle kehälaskennan avulla, jolloin normaalivoimaksi saadaan $N_{ED} = 527 \text{ kN}$

Raudoituksen laskennan apuna käytetään Pekka Nykyrin opiskelumateriaalia.

Momentit

$$M_{ala,z} = 23,4 \text{ kN} \cdot 6,9 \text{ m} = 161,5 \text{ kNm}$$

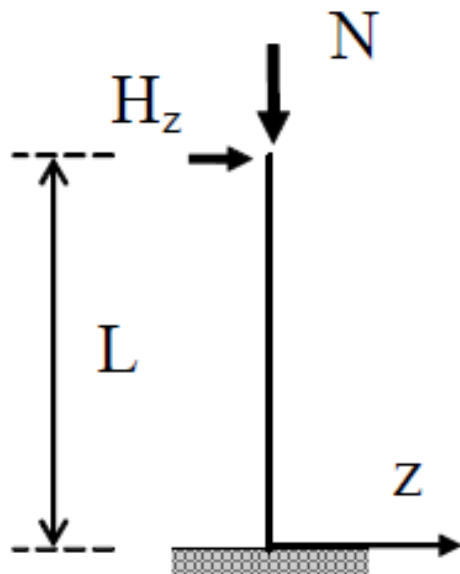
$$M_{ala,y} = 9,6 \text{ kN} \cdot 6,9 \text{ m} = 66,3 \text{ kNm}$$

$$M_{ylä,z} = M_{ylä,y} = 0$$

jossa $M_{ala,z}$, $M_{ala,y}$ = momentti pilarin alapäässä akselin suunnassa y tai z

$M_{ylä,z}$, $M_{ylä,y}$ = momentti pilarin yläpäässä akselin suunnassa y tai z

Valitaan betoniksi C35/45 ja rasitusluokaksi XC3 julkaisun Betonirakenteiden Käyttöikäsuunnittelu mukaan. (Suomen Betoniyhdistys r.y. 2007, 58).



KUVIO 5. Laskentamalli. (Nykyri 2008, 2.)

Jäyhyysmomentti $I = 0,00174 \text{ m}^4$ (on laskettu ennemmin). Jäyhyysmomentti on sama kumpaankin suuntaan.

Poikkileikkauksen pinta-ala $A_c = b \cdot h = 0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} = 0,1444 \text{ m}^2$

Oletetaan päätankojen halkaisijaksi $\Phi_{pt} = 32 \text{ mm}$ ja hakojen paksuudeksi $\Phi_h = 8 \text{ mm}$.

Betonipeite haan pintaan tartunnan perusteella

$$c_{min,b} = \max[\Phi_h, (\Phi_{pt} - \Phi_h)] = 24 \text{ mm} \quad (25)$$

Suojabetonikerroksen määrä $c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$.

Lopullinen betonipeite (haan pintaan):

$$c_{min} = \max(c_{min,b}, c_{min,dur}, 10 \text{ mm}) = 35 \text{ mm} \quad (26)$$

$$c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm} = 45 \text{ mm}$$

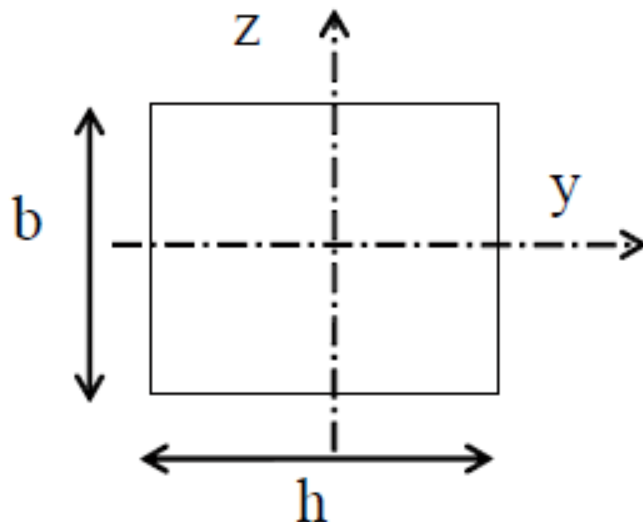
→ Valitaan betonipeitteeksi $c_{nom} = 45 \text{ mm}$ (27)

kaavoissa (25)...(27) $c_{min,dur}$ = ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$c_{min,b}$ = tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

c_{nom} = betonipeitteen nimellisarvo

c_{min} = betonipeitteen vähimmäisarvo



KUVIO 6. Pilarin poikkileikkaus. (Nykyri 2008, 3.)

Päätangon keskiöetäisyys betonin pinnasta

$$d_s = c_{nom} + \Phi_h + \frac{\Phi_{pt}}{2} = 45 \text{ mm} + 8 \text{ mm} + \frac{32 \text{ mm}}{2} = 69 \text{ mm} \quad (28)$$

Poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$d = d_y = d_z = h - d_s = 380 \text{ mm} - 69 \text{ mm} = 311 \text{ mm} \quad (29)$$

Pilarin hoikkuuden laskenta

Nurjahduspituuden laskennassa mastopilarille käytetään tapausta, jossa pilarin alapää on jäykästi kiinnitetty ja yläpäässä on nivel (KUVIO 5.). Tällöin nurjahduspituus on

$$L_0 = 2 \cdot L = 2 \cdot 6\,900\text{ mm} = 13\,800\text{ mm} \quad (30)$$

$$\text{Jähyssäde } i = i_z = i_y = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{380\text{ mm}}{\sqrt{12}} = 109,7\text{ mm} \quad (31)$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{13\,800\text{ mm}}{109,7\text{ mm}} = 125,8 \quad (32)$$

jossa λ = pilarin hoikkuus

Minimihoikkuuden arvo, jolle tarvitsee laskea 2. kertaluvun vaikutus

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{527\,000\text{ N}}{144\,000\text{ mm}^2 \cdot 25,5\text{ N/mm}^2} = 0,144 \quad (33)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{0,144}} = 28,4 \quad (34)$$

jossa A, B ja C = termi rajahoikkuuden määrittämiseen

Koska $\lambda \geq \lambda_{lim} = 1,0$, 2.kertaluvun vaikutukset on laskettava

Lasketaan 1.kertaluvun momentti, joka on rakenteen epätarkkuuksista johtuva lisä. Tarkastellaan nurjahdussuuntaa y.

$$e_i = 0\text{ mm}$$

$$M_{01} = e_i \cdot N_{Ed} + \min(M_{ylä,z}, M_{ala,z}) = 0 \quad (35)$$

$$M_{02} = e_i \cdot N_{Ed} + \max(M_{ylä,z}, M_{ala,z}) = 161,5 \text{ kNm} \quad (36)$$

Merkitään 1. kertaluvun mitoitusmomentti

$$M_{0Ed,z} = M_{02}$$

Vähimmäisepäkeskisyyden mukainen vähimmäismomentti, jota verrataan lopulliseen mitoitusmomenttiin

$$e_{0,min,z} = \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (37)$$

$$M_{0,min,z} = e_{0,min,z} \cdot N_{Ed} = 10,6 \text{ kNm} \quad (38)$$

Käytetään nimellisjäykkyyden menetelmän yksinkertaista menettelyä 2.kertaluvun momentin laskemiseen. Ei oteta virumista huomioon, jolloin $K_C = 0,3$.

Nimellisjäykkyys

$$EI = K_C \cdot E_{cd} \cdot I_c \quad (39)$$

$$= 0,3 \cdot 34 \cdot 10^6 \text{ kN} \cdot 0,00174 \text{ m}^4 = 17748 \text{ kNm}^2$$

jossa EI = nimellisjäykkyys

K_C = halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin

Nimellisjäykkyyden mukainen nurjahduskuorma

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 17\,748 \text{ kNm}^2}{(13,8 \text{ m})^2} = 919,8 \text{ kN} \quad (40)$$

jossa N_B = nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma

L_0 = nurjahduspituus

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{8} = 1,234 \quad (41)$$

jossa β = kerroin, joka riippuu ensimmäisen ja toisen kertaluvun momenttien jakautuma

c_0 = kerroin, joka riippuu 1. kertaluvun mukaisesta momentin jakautumasta

Momentin suurennoskerroin

$$k_M = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} = 1 + \frac{1,234}{\frac{919,8 \text{ kN}}{527 \text{ kN}} - 1} = 2,656 \quad (42)$$

Mitoitusmomentti

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot k_M = 161,5 \text{ kNm} \cdot 2,656 = 428,9 \text{ kNm} \quad (43)$$

Lopullinen mitoitusmomentti

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed}, M_{0,min,z}) = 428,9 \text{ kNm} \quad (44)$$

Suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{428,9 \text{ kNm}}{0,38 \text{ m} \cdot (0,38 \text{ m})^2 \cdot 25 \text{ 500 kN/m}^2} = 0,307 \quad (45)$$

Suhteellinen normaalivoima

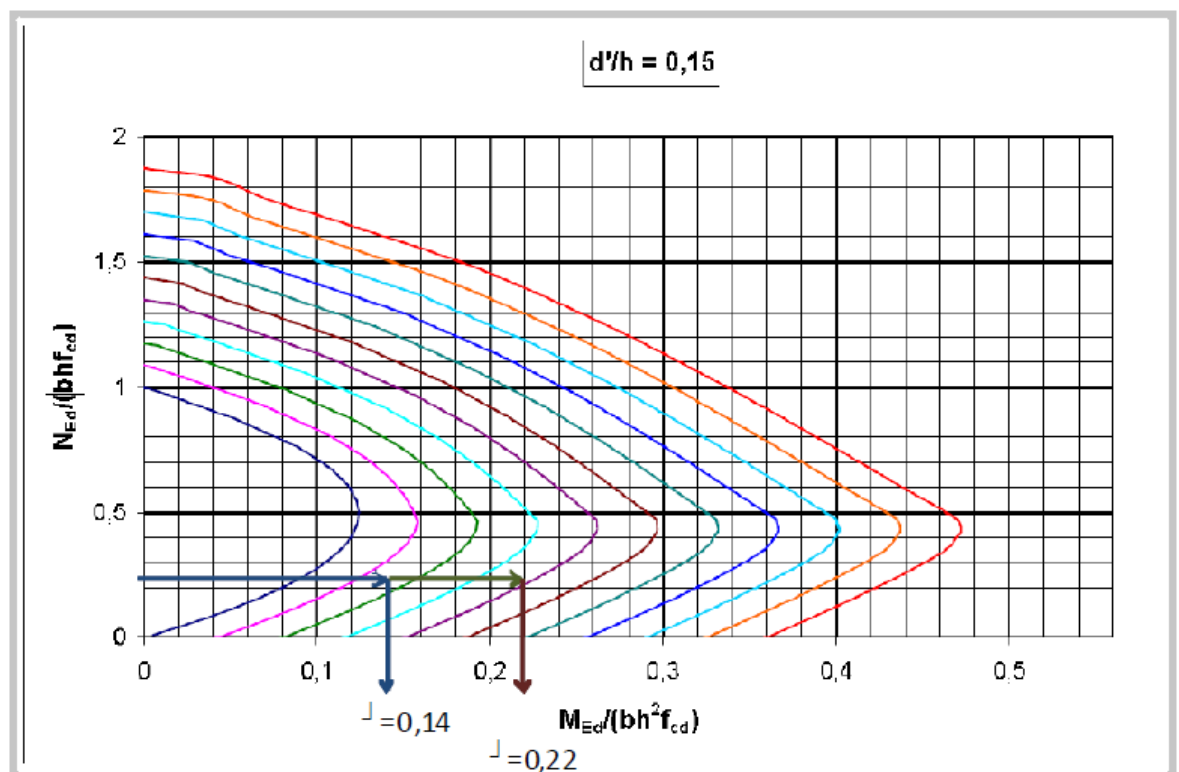
$$\nu = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{527 \text{ kN}}{0,38 \text{ m} \cdot 0,38 \text{ m} \cdot 25 \text{ 500 kN/m}^2} = 0,143 \quad (46)$$

Lasketaan käyrästön valintaa varten

$$\frac{d_s}{h} = \frac{69 \text{ mm}}{380 \text{ mm}} = 0,186 \quad (47)$$

$$d_s = d' \rightarrow \text{Valitaan käyrästö } \frac{d'}{h} = 0,15$$

Saadaan taulukosta (KUVIO 7) mekaaninen raudoitussuhde $\omega = 0,40$



KUVIO 7. Käyrästö mekaanisen raudoitussuhteen valintaan. (Nykyri 2008, 18.)

Tarvittava raudoituksen määrä [mm^2]

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,30 \cdot 144\,400 \text{ mm}^2 \cdot \frac{25,5 \text{ N/mm}^2}{435 \text{ N/mm}^2} = 2\,540 \text{ mm}^2 \quad (48)$$

jossa A_s = raudoituksen poikkileikkausala

A_c = betonin poikkileikkausala

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

f_{yd} = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

Kokeillaan raudoitusta 4T32, $\Phi_1 = 32 \text{ mm}$, $n_1 = 4$

$$A_{s,tot} = n_1 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Phi_1}{2}\right)^2 = 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 3\,217 \text{ mm}^2 \quad (49)$$

jossa $A_{s,tot}$ = raudoituksen poikkileikkausala valitulla teräsmäärällä

Φ_1 = betoniteräksen halkaisija

n_1 = betoniteräksien lukumäärä

Koska $A_{s,tot} \geq A_s$, raudoitus on riittävä.

Raudoitus mitoitetaan vastaavasti suuntaan z.

7 YHTEENVETO

Työn tarkoituksena oli kertoa kuormien laskusta, kuormayhdisteluista sekä esittää eräs tapa hallin jäykistyksen laskentaan, kun käytetään mastopilareita jäykistysjärjestelmänä. Eurokoodi ei kuitenkaan mahdollista ainakaan vielä aivan yksinkertaista tapaa jäykistyslaskelmien tekemiseen. Jäykistyksen laskuun ei löydy juurikaan eurokoodin mukaisia mallilaskelmia. Tämä asia tulee varmaankin muuttumaan jatkossa, kun vanha kansallinen suunnittelunormi poistuu kokonaan käytöstä. Eurokoodin hyvät puolet ovat siinä, että suunnittelijat pystyvät Euroopassa käyttämään samoja laskukaavoja kuitenkin huomioiden kansallisten liitteiden ohjeet.

Työ oli kuitenkin vasta pintaraapaisu varsin laajaan aiheeseen, koska mahdollisia jäykistysratkaisuja ja materiaaleja on useita. Työhön olisi voinut ottaa lisää haastetta esim. sijoittamalla halliin nosturipalkin, jolloin huomioitavia kuormitusyhdistelyitä olisi ollut enemmän. Monikerroksisille rakennuksille jäykistyksen laskenta on jo varsin työlästä, jolloin joutuu turvautumaan tietokoneohjelmien käyttöön.

Jäykistystä on käsitelty koulussa varsin vähän, joten tämä oli mahdollisuus oppia asiasta, josta yleisesti puhutaan aika vähän. Toivottavasti tämä työ kannustaisi kehittämään jatkossa lisää laskumalleja jäykistyksen laskentaan niin koulussa kuin työelämässäkin.

LÄHTEET

- Kansallinen liite eurokoodiin SFS-EN-1991-1-3: Kansallinen liite annettu 15. lokakuuta 2007. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- Leskelä, M.V. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, by 210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
- Nykyri, P. 2008. Laskuharjoitus 5. Betonirakenteet TL4371. [Pdf-tiedosto]. OAMK Rakennustekniikka. [Viitattu 5.4.2010]. Saatavana: <http://www.oamk.fi/~pekkany/>
- Puuinfo Oy. 2008. EC 5 Sovelluslaskelmat. Hallirakennus. Helsinki: Puuinfo Oy.
- Rikala, A. 2009. Betonirunkoisen rakennuksen jäykistyksen suunnittelu eurokoodin mukaan. Seinäjoen ammattikorkeakoulu. Tekniikan yksikkö, rakennustekniikan koulutusohjelma. Opinnäytetyö. Julkaisematon.
- RIL 201-1-2008. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin liitto RIL ry.
- RIL 205-1-2007. 2008. Puurakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin liitto RIL ry.
- RTT Rakennustuoteteollisuus ry. 1995. Elementtirakennuksen jäykistys. Helsinki: RTT Rakennustuoteteollisuus ry.
- SFS-EN 1990. Suomenkielinen käännös 18.8.2003. Eurocode: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1991-1-1. Suomenkielinen käännös 18.8.2003. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1991-1-3. Suomenkielinen käännös 26.1.2004. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1991-1-4. Suomenkielinen käännös 6.11.2006. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Yleiset kuormat. Osa 1-4: Tuulikuormat. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1. 2004. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

Suomen Betoniyhdistys r.y. 2007. Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu, by 51. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.

Tuominen, M. 2008. Teräsrakenteisen rakennusrungon jäykistäminen. Kandidaatintyö. Teknillinen korkeakoulu, Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta.